

COMUNE DI BOLOGNA

PROGETTO PER LA REALIZZAZIONE DEL POLO DINAMICO
Via Zacconi, Bologna



PROGETTO ESECUTIVO

IMPORTO DI PROGETTO:	€ 8.500.000,00
PROPRIETÀ:	CITTÀ METROPOLITANA DI BOLOGNA
Responsabile Unico del Procedimento:	ing. M. Biagetti
Progettista generale ed architettonico	arch. M. D'Oria
Elaborazioni grafiche	ing. F. Casadei
Collaboratori	ing. L. Prandstraller, geom. A. Bolognesi, geom. R. Marchesini
Progetto strutturale	S.A.P. Studio Associato di Progettazione ing. F. Malaguti, ing. P. Parma
Progetto impianti e antincendio	ing. S. Dalmonte

oggetto:

**RELAZIONE
GEOTECNICA**

tavola n°: **ST-R 13**

Scala elaborato:

Cod. PBM: 2018EDSCON05

Data: Giugno 2019

Rev: 0/2019

PROGETTO STRUTTURE



S.A.P. Studio Associato di Progettazione
Via Dante, 11 – 40016 – San Giorgio di Piano (BO)
Tel. 051893797 – fax. 0516631032 – e_mail info@studiosap.it

Sommario

1	PREMESSA.....	3
1.1	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	3
2	IMPOSTAZIONE PROGETTUALE	3
3	CONSIDERAZIONI GEOTECNICHE	4
3.1	MODELLO GEOTECNICO	4
3.2	DETERMINAZIONE PLATEA EQUIVALENTE	5
3.3	VALUTAZIONE PORTATA TERRENO.....	6
4	MODELLO SOLLECITAZIONI.....	6
4.1	VALUTAZIONE DELLE AZIONI ASSIALI	6
4.1.1	BLOCCO SERVIZI.....	6
4.1.2	BLOCCO AULE	7
4.1.3	BLOCCO D'ANGOLO	8
4.1.4	RIEPILOGO CARICHI DA CONSIDERARE IN CONDIZIONE STATICA	9
4.2	AZIONI INDOTTE DAL VENTO.....	9
4.2.1	VALUTAZIONE AZIONE DEL VENTO.....	12
4.2.2	DETERMINAZIONE AZIONI GLOBALI	13
4.3	AZIONI INDOTTE DAL SISMA	14
4.3.1	BLOCCO SERVIZI.....	14
4.3.2	BLOCCO AULE	14
4.3.3	BLOCCO D'ANGOLO	15
4.3.4	RIEPILOGO	15
5	VERIFICHE GEO	15
5.1	VALUTAZIONE IN CONDIZIONE STATICA.....	16
5.2	VALUTAZIONE DELLE CONDIZIONI DI CARICO ESAMINATE.....	17
5.2.1	CONCLUSIONI.....	18
5.3	VERIFICA A SCORRIMENTO.....	18
5.4	VALUTAZIONE DEI CEDIMENTI.....	18
6	VERIFICHE STR	20
7	CONCLUSIONI.....	22

1 PREMESSA

La presente relazione riporta le principali considerazioni ed analisi eseguite dallo scrivente per la corretta progettazione delle opere di fondazione (da intendersi come interazione suolo-struttura) relative al nuovo Polo Dinamico del Liceo Copernico sito a Bologna e commissionato dalla Città Metropolitana.

Le considerazioni prendono spunto da analisi d'insieme in quanto la fondazione, per diversi motivi, risulta unica a forma di L atta ad ospitare 7 corpi di fabbrica autonomi aventi caratteristiche proprie.

La fondazione, non necessitando di giunti per assorbire dilatazioni termiche, viene concepita in modo unitario ed il calcolo viene eseguito, anche per facilità di lettura, con schemi semplificati atti a cogliere il reale comportamento in un'ottica prudentiale a favore di sicurezza.

Punti di partenza, come verrà meglio illustrato nel seguito, sono la progettazione dei singoli elementi che, nella parte fuori terra, risultano adeguatamente giuntati e l'interpretazione delle indagini geognostiche eseguite in situ.

La relazione cerca di cogliere tutti gli aspetti maggiormente significativi sia in termini di stati limite ultimi sia di stati limite d'esercizio, analizzando stati tensionali e deformativi indotti dall'interazione tra la struttura superiore ed il terreno sottostante. L'analisi viene condotta, come già accennato, attraverso schemi semplici di cui si riportano interpretazioni grafiche atte ad illustrare, nel dettaglio, la filosofia adottata fino al raggiungimento del convincimento dell'adeguata sicurezza del sistema con margini significativi.

1.1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Al fine della redazione del presente documento si è fatto riferimento alla normativa vigente e cogente sia a carattere nazionale sia a carattere regionale. Nello specifico:

- D.M. del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 17 gennaio 2018: “Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»”;
- Circolare n. 7 del C.S.LL.PP. del 21 gennaio 2019: “Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018”;
- L.R. dell'Emilia Romagna n. 19 del 30 ottobre 2008: “Norme per la riduzione del rischio sismico”;
- UNI EN 1997-1:2013: “Eurocodice 7 - Progettazione geotecnica - Parte 1: Regole generali”.

Inoltre, laddove i dispositivi sopra menzionati prevedevano rimandi ad altri documenti, si è fatto riscontro a riferimenti di indubbia validità oltre che documentazione tecnica.

2 IMPOSTAZIONE PROGETTUALE

Vista la complessità dell'insieme delle unità strutturali presenti e l'unitarietà della soletta di fondazione, il dimensionamento delle fondazioni viene eseguito con schemi semplici ma sempre a favore di sicurezza in quanto le sollecitazioni determinate, nella loro somma, non differiscono da valutazioni di maggior dettaglio che portano solamente a calcoli complessi senza cogliere la vera natura del problema. Per semplicità, anche se presentano piccole e modeste differenze, si è cercato di uniformare i blocchi presenti portando il tutto a tre semplici elementi che, per semplicità, vengono definiti blocco servizi (in cui sono presenti servizi igienici e scale di servizio), blocco aule (dove trovano alloggio le vere e proprie aule con alcuni laboratori) e il nodo d'angolo (elemento di snodo con la presenza di diversi servizi oltre alla sala conferenze).

PROGETTO PER LA REALIZZAZIONE DEL POLO DINAMICO	PROGETTO STRUTTURE
RELAZIONE GEOTECNICA	PAG. 3 DI 22

3 CONSIDERAZIONI GEOTECNICHE

Punto di partenza della progettazione delle opere di interazione con il terreno risultano le indagini eseguite dal Dott. Geol. Alberto Filelfi di cui si allega relazione e che costituiscono parte integrale di detta relazione. Le indagini sono state preventivamente concordate e progettate in funzione della specificità dei luoghi e delle richieste progettuali nella loro integrità.

3.1 MODELLO GEOTECNICO

Il modello geotecnico viene assunto come riportato dalla relazione geologica in funzione delle risultanze delle varie prove eseguite in situ. Nella *Figura 1* si riporta la tabella di riepilogo in funzione delle varie litografie incontrate ed individuate.

INDICAZIONI SUI PARAMETRI GEOTECNICI								
Unità litostratigrafiche	Descrizione litologia	γ (t/m ³)	ϕ (°)		Cu (Kg/cm ²)		Mo (Kg/cm ²)	
			Terreni incoerenti		Terreni coesivi		Terreni incoerenti /coesivi	
		med	min	max	min	max	min	max
A	Sabbie fini e sabbie limose	1,85	28	32	-	-	60	110
B	Ghiaie sabbiose e sabbie ghiaiose con intercalati rari livelli di limi o argille	1,90	32	35	-	-	150	>500
C	Argille e Limi con livelli di limi sabbiosi e sabbia	1,85	-	-	0,5	0,7	40	70
D	Ghiaie sabbiose con ciottoli eterogenei con intercalati rari livelli di limi/argille	1,90	32	35	-	-	150	>500
E	Argille e Limi con rari livelli di limi sabbiosi e sabbia	1,85	-	-	0,65	0,85	50	80
F	Sabbia / sabbia ghiaiosa	1,90	30	34	-	-	135	490

Tabella 3 – Parametri geotecnici estrapolati dalle indagini geognostiche (Legenda: γ =peso di volume naturale; ϕ = angolo di attrito; Cu=Coesione non drenanta; c'=Coesione drenanta)

Figura 1: modello geotecnico di riferimento

Osservando come la variabilità del terreno è funzione della sua estensione, al fine di creare una uniformità di progettazione, si è proceduto alla determinazione di un nuovo modello geotecnico prendendo a riferimento il più possibile le condizioni ed i valori minimi già individuati.

Unità litostratigrafiche	Descrizione litologica	Quote di riferimento	Spessore	ϕ'	c_u	γ_t	M_o
		[m]	[m]	[°]	[kPa]	[kN/mc]	[MPa]
A	Sabbie	0,80 - 3,00	2,20	28	-	18,5	6,0
B	Ghiaia con sabbia	3,00 - 6,20	3,20	32	-	19,0	15,0
C	Argille e limi	6,20 - 11,80	5,60	-	50	18,5	4,0
D	Ghiaia con sabbia	11,80 - 14,60	2,80	32	-	19,0	15,0
E	Argille e limi	14,60 - 21,40	6,80	-	65	18,5	5,0
F	Sabbia e Ghiaia	21,40 - fine prova	-	30	-	19,0	13,5

3.2 DETERMINAZIONE PLATEA EQUIVALENTE

Al fine della valutazione della portata del terreno per eseguire le corrette verifiche sia di carattere GEO sia di carattere STR, la fondazione posta al di sotto dell'insieme delle singole unità strutturali in esame presenta una forma ad L dello spessore di 50 cm continua. La capacità portante del terreno, funzione anche della forma della stessa fondazione, prevede la valutazione con geometrie semplici (per lo più rettangolari) da cui non risulta del tutto semplice valutazioni con geometrie più complesse (come nel caso in esame). Al fine di tale valutazione la bibliografia tecnica corrente, di comprovata validità, prevede di trasformare la forma presente in un rettangolo equivalente, di pari area, su cui eseguire le dovute verifiche. Nel caso in esame, facendo riferimento alla geometria riportata nelle immagini seguenti, si considera che la platea di progetto venga assimilata ad una forma rettangolare di pari area con la coincidenza dei baricentri per comprendere e valutare in modo opportuno le azioni indotte dai carichi non centrati da cui la nascita di azioni flessionali globali. Nel seguito, a prescindere da valutazioni prettamente geometriche, si procede ad un calcolo veloce delle aree con relativo baricentro.

La forma, come riportato nella *Figura 2*, è ad L con le seguenti dimensioni:

- Lato maggiore 81,20 m;
- Lato minore 51,60 m;
- Larghezza uguale nelle due ali 17,50 m.

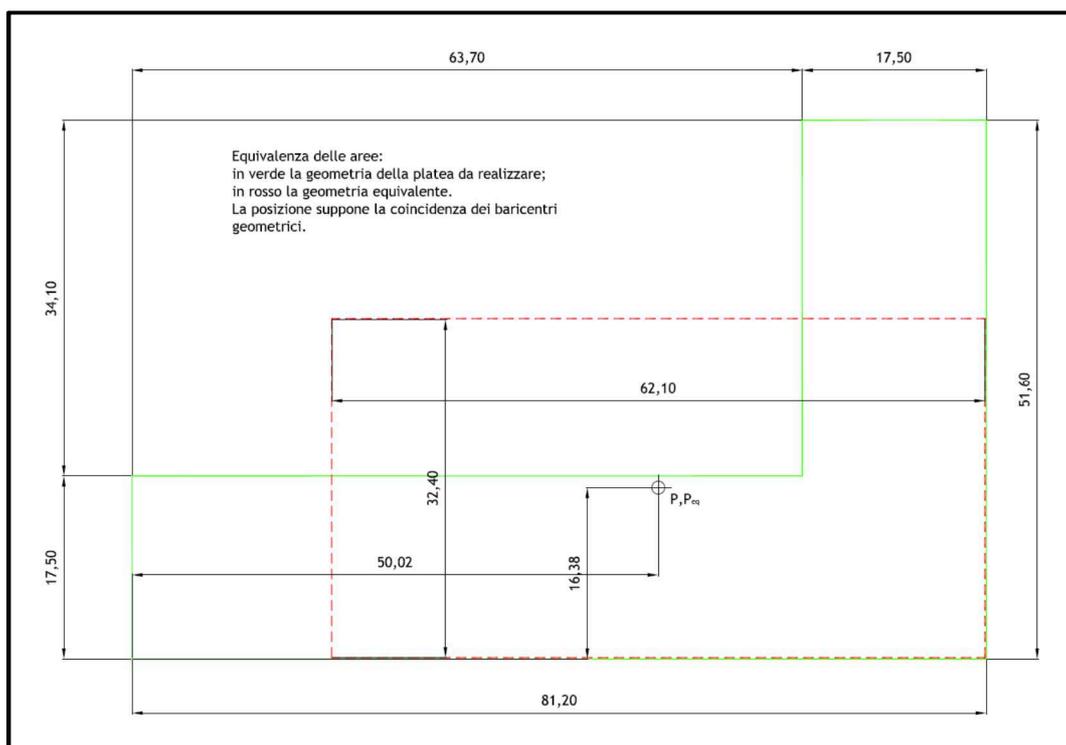


Figura 2: geometria della platea reale ed equivalente

Con tali dimensioni l'area totale della platea risulta pari a $A = 2.017,75 \text{ m}^2$ con baricentro, ponendo l'origine in basso e sinistra della figura, nella posizione con coordinate $x_G = 50,02 \text{ m}$ ed $y_G = 16,38 \text{ m}$. Il rettangolo equivalente, con baricentro coincidente con quello reale e riportato con linea di colore rosso, presenta un lato di lunghezza 62,10 m e l'altro pari a 32,50 m con uguale area.

Al fine delle verifiche globali sul terreno si prenderà a riferimento tale seconda geometria che si presenta più consona a quanto la bibliografia riporta.

3.3 VALUTAZIONE PORTATA TERRENO

Facendo riferimento alle prove eseguite, la quota d'imposta della platea di fondazione risulta essere circa 80 cm dall'attuale piano di campagna che risulta pressoché orizzontale, circa in quanto è possibile, durante lo scavo di splateamento, trovare delle zone che alla quota indicata risultano ancora nello strato di riporto, privo di caratterizzazione geotecnica. L'intento è quello di posizionare la platea nello strato denominato A identificato come strato incoerente (sabbie) con angolo di attrito interno (minimo) pari a $\phi' = 28^\circ$ e $\gamma_t = 18,50$ kN/mc. La valutazione della portata del terreno viene eseguita con la classica formula trinomia nella formulazione di Brinch Hansen escludendo il contributo della coesione non presente. Anche il coefficiente di forma, viste le dimensioni, non viene preso in considerazione considerando, al contempo, che il terreno attualmente presente nello strato superficiale presenti un peso specifico dell'ordine di 18,00 kN/mc, valore corrente per terreni. Con tali considerazioni la portata limite si riduce ad un singolo fattore e la formula diventa $q_{lim} = q N_q$ dove q è la pressione litostatica pari a $\gamma_t h$. Considerando $\phi' = 28^\circ$ (come detto valore preso come limite inferiore di quelli caratterizzanti il terreno), si trova che $N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2(\pi/4 + \phi/2)$ da cui si ottiene $N_q = 14,72$ e $q = 14,40$ kPa. In definitiva si ha $q_{lim} = 211,97$ kPa, valore importante.

Avendo applicato l'approccio 2, come previsto dalla norma, si trova che γ_R per la portata risulta pari a 2,3 da cui la portata di progetto del terreno risulta pari a $q_{td} = q_{lim} / \gamma_R = 92,16$ kPa. Tale valore sarà moltiplicato per l'area parzializzata della fondazione, funzione dei carichi applicati, per ottenere l'azione resistente da confrontarsi con l'azione assiale di riferimento della condizione di carico considerata.

4 MODELLO SOLLECITAZIONI

In questo capitolo si riporta la valutazione delle sollecitazioni dei singoli elementi in termini di sforzo assiale diviso per carico permanente e variabile. Questo verrà considerato agente nel baricentro geometrico al fine di valutare le azioni "secondarie" indotte dall'eccentricità di tali carichi. Nel seguito si valuterà anche l'azione del vento, valutata nella sua estensione globale, e le azioni sismiche valutate anch'esse nella loro singolarità di edificio per valutare la complessità dell'azione globale nelle varie combinazioni di carico richieste dalla normativa.

4.1 VALUTAZIONE DELLE AZIONI ASSIALI

In questo capitolo, in funzione della singola unità strutturale (come detto sopra individuate in numero di 3 come caratteristica autonoma e come 7 in totale), si riporta la valutazione delle azioni delle azioni assiali facendo riferimento all'analisi dei carichi riportata in apposita relazione di calcolo di cui si menziona solamente il valore totale.

4.1.1 BLOCCO SERVIZI

Trattasi di elemento con sezione planimetrica rettangolare con dimensioni di 6,00 m di larghezza e 16,50 m di lunghezza con due solai adibiti all'uso ed uno di copertura. Nella *Figura 3* si riporta uno schema generale del blocco con evidenziate le dimensioni ed i carichi adottati.

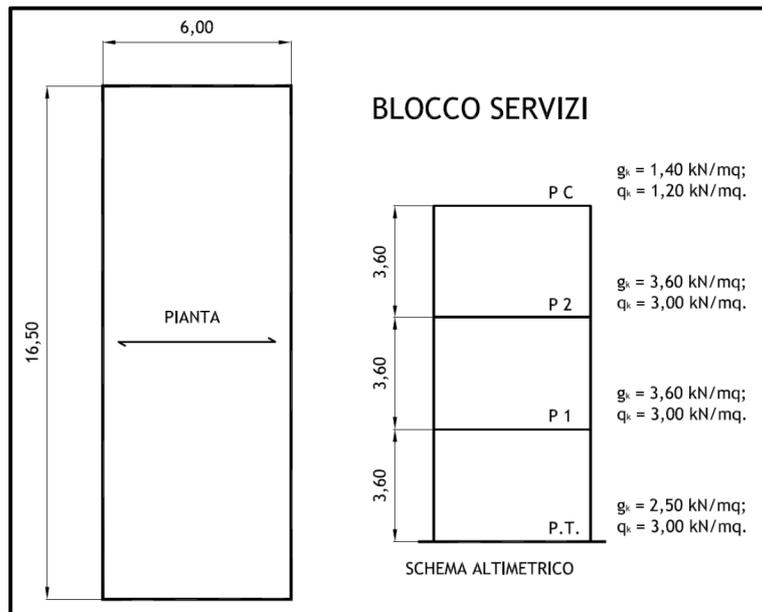


Figura 3: schema valutazioni azioni blocco servizi

Le valutazioni a seguire riportano:

- $A_{\text{piano}} = 16,50 \times 6,00 \approx 100,00 \text{ mq}$;
- $G_k = A_{\text{piano}} \sum_i g_{ki} \approx 1.110,0 \text{ kN}$;
- $G_{k,\text{pareti}} = L_{\text{pareti}} H_{\text{pareti}} t_{\text{pareti}} \gamma_{\text{pareti}} \approx 550,0 \text{ kN}$;
- $Q_k = A_{\text{piano}} \sum_i q_{ki} \approx 1.020,0 \text{ kN}$;

4.1.2 BLOCCO AULE

Trattasi di elemento con sezione planimetrica rettangolare valutata nell'estensione massima presente al piano primo e secondo con i piani aventi destinazione d'uso come per il blocco servizi. Nella Figura 4 si riporta uno schema generale del blocco con evidenziate le dimensioni ed i carichi adottati.

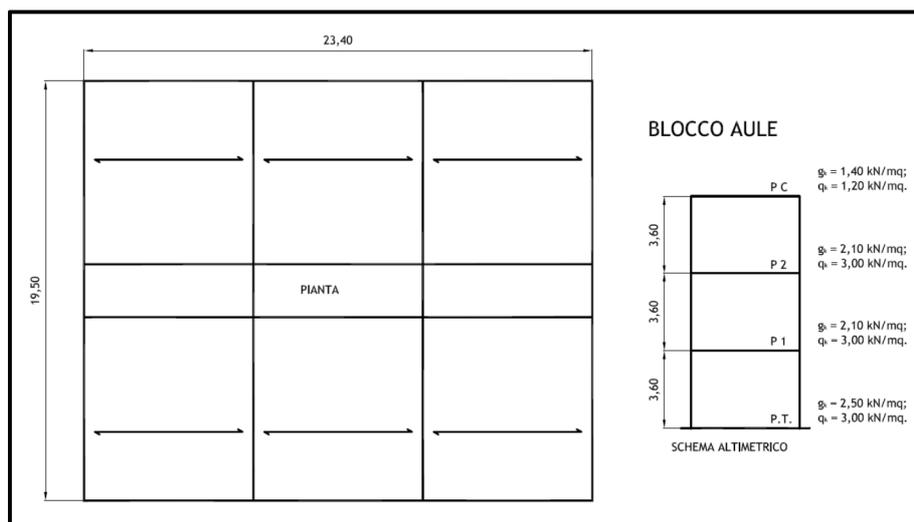


Figura 4: schema valutazioni azioni blocco aule

- $A_{\text{piano}} = 19,50 \times 23,40 \approx 460,00 \text{ mq}$;
- $G_k = A_{\text{piano}} \sum_i g_{ki} \approx 3.750,0 \text{ kN}$;
- $G_{k,\text{pareti}} = L_{\text{pareti}} H_{\text{pareti}} t_{\text{pareti}} \gamma_{\text{pareti}} \approx 2.080,0 \text{ kN}$;
- $Q_k = A_{\text{piano}} \sum_i q_{ki} \approx 4.700,0 \text{ kN}$.

4.1.3 BLOCCO D'ANGOLO

Il blocco d'angolo risulta l'elemento di collegamento tra le due parti della scuola e si presenta in modo particolare ed per tale motivo è stato suddiviso in due parti ben distinte (una delle quali, a sua volta, verrà suddivisa in ulteriori due parti). Facendo riferimento alla *Figura 5* si ha:

- Zona N1 ove sono presenti zone di servizio come aule, zona professori, sale conferenze,....;
- Zona N2 ove sono collocate scale e un atrio a tutto volume.

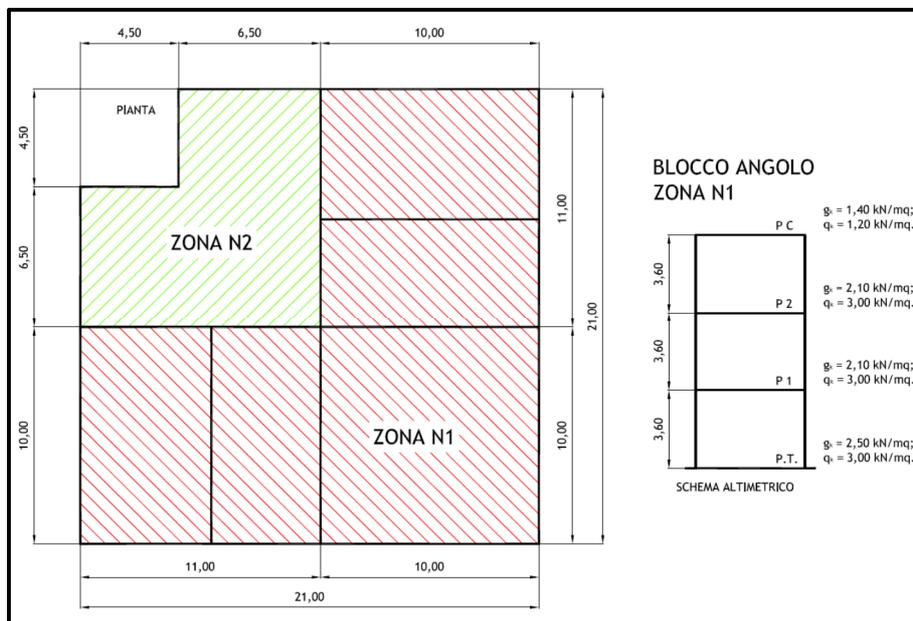


Figura 5: schema valutazioni azioni blocco d'angolo

Sempre nella *Figura 5* si ha lo schema di riferimento della zona N1 che viene trattata alla stregua delle zone già analizzate. Si ha:

- $A_{\text{piano}} = 10,05 \times 21,0 + 10,0 \times 11,0 \approx 320,00 \text{ mq}$;
- $G_k = A_{\text{piano}} \sum_i g_{ki} \approx 2.600,0 \text{ kN}$;
- $G_{k,\text{pareti}} = L_{\text{pareti}} H_{\text{pareti}} t_{\text{pareti}} \gamma_{\text{pareti}} \approx 1.500,0 \text{ kN}$;
- $Q_k = A_{\text{piano}} \sum_i q_{ki} \approx 1.350,0 \text{ kN}$.

La parte denominata N2 risulta un po' più complessa. Nella *Figura 6* si riporta lo schema considerato avendo suddiviso in ulteriori zone caratterizzate dalle scale e dal vuoto nella zona di distribuzione (che tra l'altro risulta leggermente più alta).

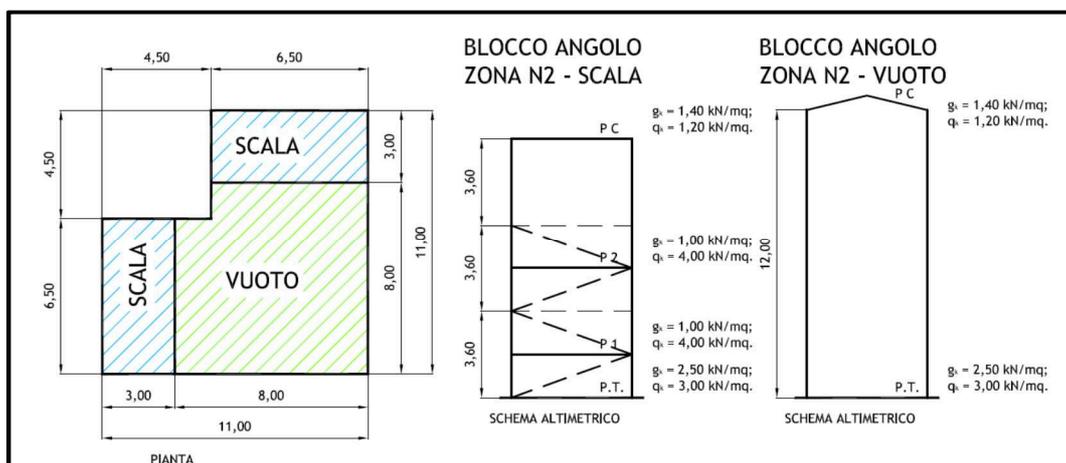


Figura 6: schema valutazioni azioni blocco d'angolo - dettaglio

ZONA N2 - SCALA (viene valutata la singola sottozona):

- $A_{\text{piano}} = 3,0 \times 6,5 \approx 20,00 \text{ mq}$;
- $G_k = A_{\text{piano}} \sum_i g_{ki} \approx 120,0 \text{ kN}$;
- $G_{k,\text{pareti}} = L_{\text{pareti}} H_{\text{pareti}} t_{\text{pareti}} \gamma_{\text{pareti}} \approx 115,0 \text{ kN}$;
- $Q_k = A_{\text{piano}} \sum_i q_{ki} \approx 245,0 \text{ kN}$.

ZONA N2 - VUOTO:

- $A_{\text{piano}} = 8,0 \times 6,5 + 1,5 \times 6,5 \approx 62,00 \text{ mq}$;
- $G_k = A_{\text{piano}} \sum_i g_{ki} \approx 245,0 \text{ kN}$;
- $G_{k,\text{pareti}} = L_{\text{pareti}} H_{\text{pareti}} t_{\text{pareti}} \gamma_{\text{pareti}} \approx 280,0 \text{ kN}$;
- $Q_k = A_{\text{piano}} \sum_i q_{ki} \approx 260,0 \text{ kN}$.

In definitiva la zona d'angolo presenta i seguenti carichi:

- $G_k = 2.600,0 + 2 \times 120,0 + 280,0 + 1.500,0 + 2 \times 115,0 + 280,0 \approx 5.130,0 \text{ kN}$;
- $Q_k = 1.350,0 + 2 \times 245,0 + 260,0 \approx 2.100,0 \text{ kN}$.

4.1.4 RIEPILOGO CARICHI DA CONSIDERARE IN CONDIZIONE STATICA

Dopo aver determinato i carichi permanenti e variabili agenti alla base dei singoli blocchi, al fine di ricapitolare il tutto, si riporta una tabella di sintesi che verrà presa a riferimento per le considerazioni seguenti.

	G_k [kN]	Q_k [kN]
Blocco servizi	1.660,0	1.020,0
Blocco aule	5.850,0	4.700,0
Zona angolo	5.150,0	2.100,0

Come si può osservare alcuni valori sono stati arrotondati per eccesso al fine di avere una maggiore attendibilità il tutto a favore di sicurezza.

4.2 AZIONI INDOTTE DAL VENTO

Le sollecitazioni indotte dal vento vengono valutate, al fine della fondazione, in modo unitario prendendo a riferimento quanto previsto anche dal CNR DT 207 R1/2018 "Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni". Al punto H.4.1 del suddetto documento viene riportato il comportamento di "Edifici irregolari in pianta" proprio come nel caso in esame.

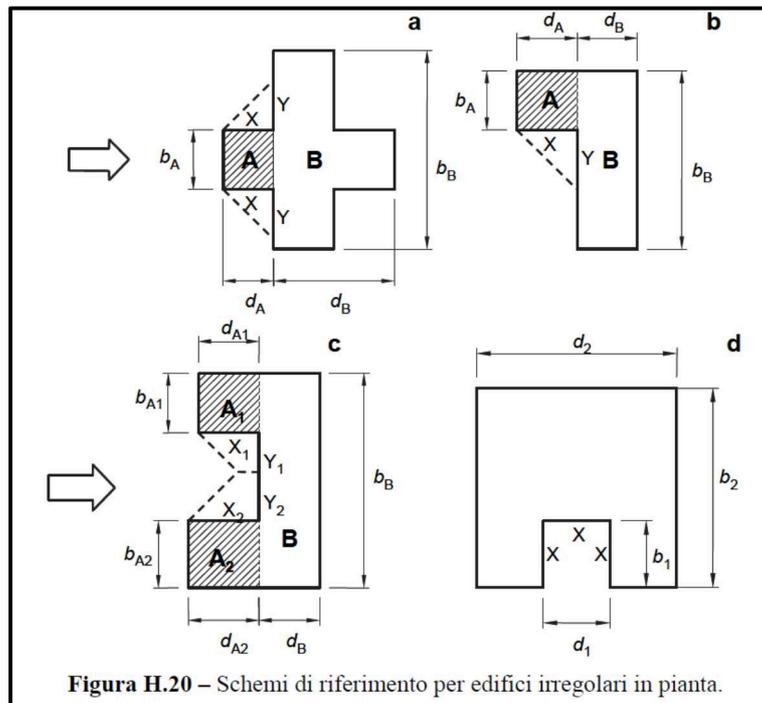


Figura H.20 – Schemi di riferimento per edifici irregolari in pianta.

Figura 7: estratto dal CNR-DT 207

Nella figura H.20 del CNR-DT 207 R1/2018, riportata in Figura 7, viene proprio riportato il caso in esame al punto b dove l'edificio viene suddiviso in due parti distinte, parti che devono essere ben valutate in funzione della direzione del vento.

Facendo riferimento alle varie direzioni del vento, individuate in Figura 8 dalle sigle W_i con i variabile da 1 a 4, si possono valutare diverse condizioni previste ma che fondamentalmente si possono sintetizzare come un comportamento di corpo unico rettangolare aventi dimensioni massime in piante (80,20 m x 50,60 m). A prescindere dalle azioni trasversali, che si elidono nella valutazione globale (diverso il comportamento per le azioni locali), si può osservare come le dimensioni presenti fanno sì che l'interazione di zone con comportamento anomalo siano praticamente assenti. In "piccole" zone, in direzione del vento, si avrebbero zone in depressione non a favore di sicurezza. Infatti, facendo riferimento alla figura H.20 si ha:

“Nelle zone indicate con la lettera X la pressione è la stessa che si avrebbe sulle pareti laterali del corpo A, come se il corpo B non fosse presente.

Nelle zone indicate con la lettera Y, si considerano entrambe le seguenti condizioni:

- 1) *La pressione è la stessa che si realizza nelle zone X del corpo A (quindi sono generalmente negative);*
- 2) *La pressione è la stessa che agirebbe sul corpo B in assenza del corpo A (quindi sono generalmente positive).”*

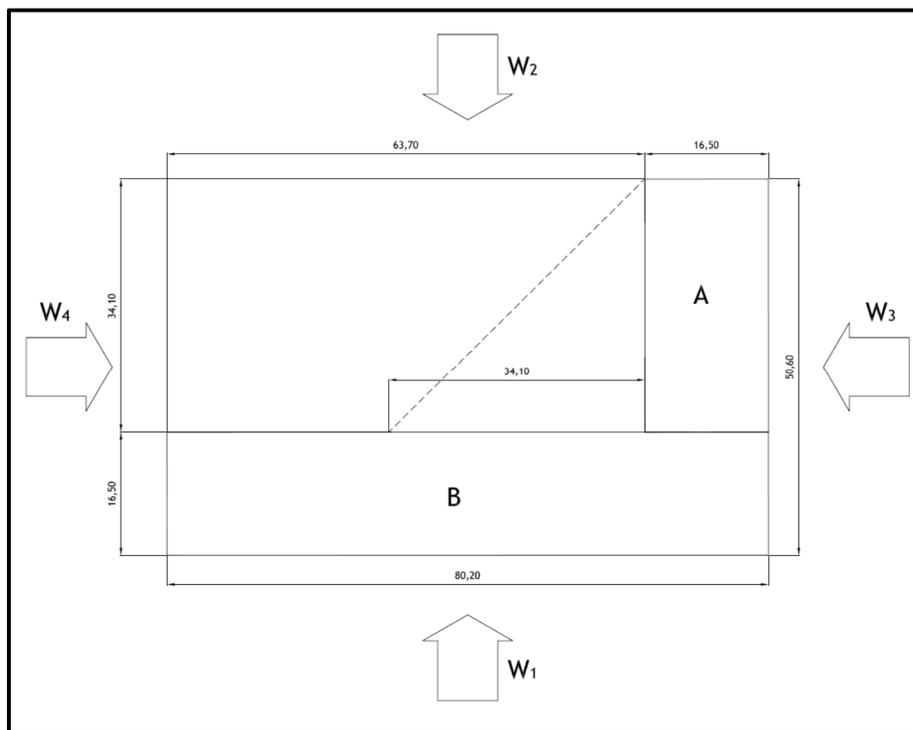


Figura 8: considerazioni su azione del vento

Con tali assunti si può ricostruire che l'azione del vento risulta uguale nelle direzioni principali cambiando solamente il verso con coefficienti deducibili dal caso di struttura regolare. Le azioni vengono calcolate facendo riferimento alla figura H.3 del già citato documento considerando che le azioni trasversali, in depressione, tendono ad equilibrarsi nella condizione globale.

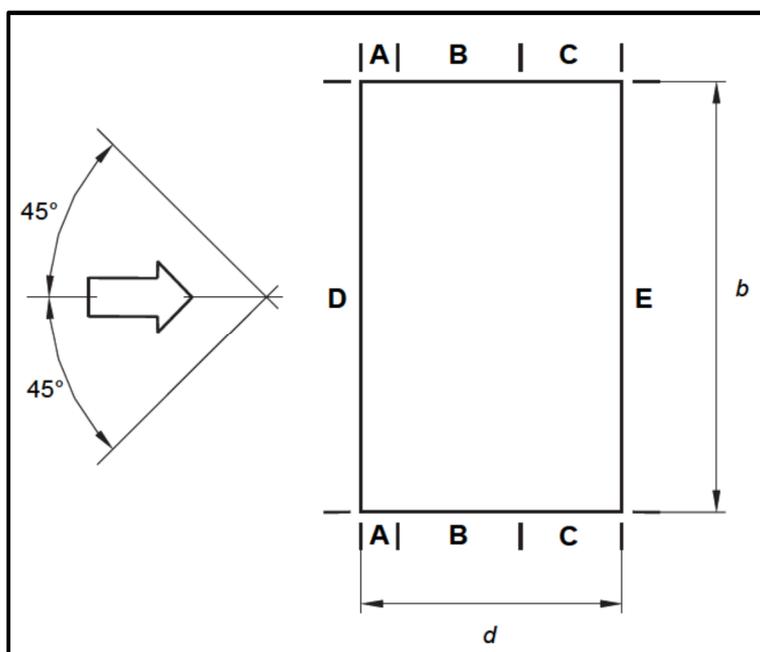


Figura 9: figura H.3 del CNR DT 207 R1/2018

In definitiva quelli che interessano sono i coefficienti di pressione lungo le zone denominate e contraddistinte dalle lettere D ed E. La tabella H.II riporta i valori di riferimento funzione del rapporto h/d e della superficie di esposizione ($> 10 \text{ mq}$).

Tabella H.II – Coefficienti di pressione per le pareti verticali di edifici a pianta rettangolare.

Zona	A		B		C		D		E	
h/d	$c_{pe,10}$	$c_{pe,1}$								
5	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,7	
1	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,8	+1,0	-0,5	
$\leq 0,25$	-1,2	-1,4	-0,8	-1,1	-0,5		+0,7	+1,0	-0,3	

Risulta immediato osservare come il vento in pressione si può considerare $c_{pe} = 0,8$ (valore classico) mentre per il vento in depressione si ha una maggiore variabilità. Al fine di evitare problemi si considera $c_{pe} = -0,4$, valore caratteristico sempre considerato dalla normativa anche in virtù del fatto che h/d è sempre inferiore ad 1 ($h = 10,80$ m).

4.2.1 VALUTAZIONE AZIONE DEL VENTO

Anche se esplicitato nella relazione generale, in questo frangente, per dare autonomia all'esposizione, si riporta la valutazione della pressione del vento considerando che l'altezza massima di riferimento risulta pari a 11,80 m facendo presente, come si osserverà nel seguito, come l'altezza minima risulta pari a 8,0 m. Questo per far osservare come la pressione del vento risulta costante fino alla quota di 8,0 m dal terreno per poi incrementarsi fino alla quota massima di 11,8 m.

La valutazione viene determinata come previsto dalla normativa vigente (NTC 2018) facendo riferimento ad un periodo di ritorno pari a 75 anni considerando un coefficiente d'uso $c_u = 1,5$ come previsto per gli edifici in classe d'uso III.

Facendo riferimento a quanto previsto dalle NTC 2018 si trova che:

- Zona vento: 2;



Fig. 3.3.1 - Mappa delle zone in cui è suddiviso il territorio italiano

- Dalla Tab. 3.3.I si trova che la velocità base della zona $v_{b,0} = 25,0$ m/sec;
- Dalla Tab. 3.3.I si trova che l'altitudine base della zona $a_0 = 750$ m;
- Altitudine del sito pari a circa $a_s = 54$ m s.l.m.;
- Coefficiente di altitudine $c_a = 1$ per $a_s \leq a_0$;
- Velocità base di riferimento $v_b = v_{b,0} c_a = 25,00$ m/sec;
- Periodo di ritorno: in modo del tutto prudentiale si considera un periodo di ritorno coincidente con quello dell'azione sismica ovvero 75 anni essendo la costruzione in classe d'uso III con coefficiente d'uso pari ad 1,5;
- Coefficiente di ritorno $c_r = 0,75 \sqrt{1 - 0,2 \ln \left[-\ln \left(1 - 1/T_R \right) \right]} = 1,023$;
- Velocità riferita al periodo di ritorno di progetto: $v_r = v_b c_r = 25,59$ m/sec;

- Classe di rugosità del terreno: B (Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive). Tale scelta è dettata dall'ampia zona aperta che contorna la zona interessata malgrado questa sia all'interno di una zona urbanizzata;
- Categoria di esposizione: tipo IV in quanto trattasi di zona d'entroterra posta ad una quota inferiore ai 500 m s.l.m. (la città di Bologna presenta una quota media di circa 50-51 m s.l.m.);
- Con tale classificazione i parametri di riferimento risultano:
 - $k_r = 0,22$;
 - $z_0 = 0,30$ m;
 - $z_{min} = 8,0$ m.
- la pressione cinetica di riferimento risulta pari a $q_b = 0,41$ kN/mq;
- si considera la quota massima (in eccesso dell'edificio) pari a 11,8 m da cui i vari coefficienti assumono i rispettivi valori:
 - $c_p = 1,00$;
 - $c_d = 1,00$;
 - $c_e = 1,90$;
 - $c_t = 1,00$;
- pressione del vento: $p_b = q_b \prod_i c_i = 0,78$ kN/mq.

Vista che la quota di riferimento z_{min} risulta pari a 8,0 m si riopera il calcolo considerando la quota di 8 m per determinare il valore da considerare nella parte bassa. Si trova che $c_e = 1,67$ con $p_b = 0,67$ kN/mq.

Con tali carichi, facendo le dovute valutazioni del caso, si procederà alla loro applicazione, in termini globali e/o locali, sulla struttura in esame.

4.2.2 DETERMINAZIONE AZIONI GLOBALI

L'azione del vento agente può essere schematizzata come riportato in *Figura 10* dettata da quanto determinato sopra.

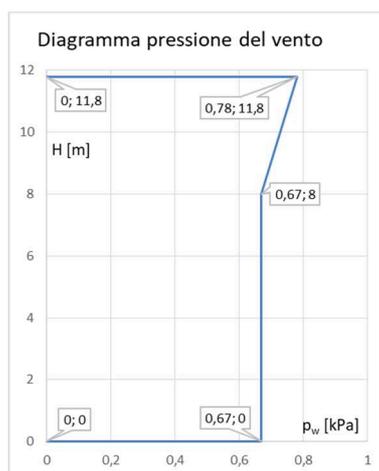


Figura 10: diagramma pressione del vento

In modo molto semplice è possibile valutare l'azione complessiva ed il baricentro di tale distribuzione considerando una profondità di 1 m. Con semplici calcoli si ottiene:

- $F_{w,k} = 8,12$ kN/m;
- $h_{G,w} = 6,02$ m dalla base.

Con tali valori è possibile determinare l'azione, a meno del verso, agente sulle facce principali dell'edificio che presentano lunghezza pari a 80,20 m e 50,60 m. Con vento in direzione x (agente sulla faccia di dimensioni minori) si ha:

- $F_{wk,x} = 8,12 \times 1,2 \times 50,60 = 493,05 \text{ kN} \approx 495,0 \text{ kN}$;
- $M_{wk,y} = F_{wk,x} \times h_{G,w} = 2.979,90 \text{ kNm} \approx 2.980,0 \text{ kNm}$.

In modo analogo è possibile determinare le azioni indotte dal vento in direzione y, sempre a meno del verso. Si trova che:

- $F_{wk,y} = 8,12 \times 1,2 \times 80,20 = 781,47 \text{ kN} \approx 782,0 \text{ kN}$;
- $M_{wk,x} = F_{wk,y} \times h_{G,w} = 4.707,64 \text{ kNm} \approx 4.710,0 \text{ kNm}$.

Con tali azioni si procederà alla valutazione delle sollecitazioni complessive e determinare l'azione resistente della fondazione con sezione parzializzata.

4.3 AZIONI INDOTTE DAL SISMA

Anche le azioni sismiche vengono valutate con schemi semplificati facendo ricorso agli schemi già adottati per i casi precedenti. La valutazione passa attraverso un'analisi statica equivalente considerando le masse dei piani applicate nel loro baricentro e considerando il valore massimo dello spettro in termini di accelerazione dettato dalla Risposta Sismica Locale (RSL) valutata allo stato limite di salvaguardia (SLV) non applicando alcun coefficiente di comportamento in quanto si procede ad una risposta elastica. Anche in questo caso si procede considerando i vari blocchi che compongono l'unità strutturale nel suo insieme considerando i coefficienti ψ_2 pari a 0 per la neve e 0,6 per i piani intermedi. Le singole masse, quindi, vengono valutate come $M_i = A_{piano} (G_{ki} + \psi_{2i} Q_{ki})/g$. Segue che le azioni da applicare ai singoli piani risulta nella consueta formulazione dell'analisi statica equivalente ovvero $F_i = (W_i h_i / \sum_j W_j h_j) S_e(T)_{max} g$. Tale modo di procedere è certamente cautelativo in quanto l'analisi statica equivalente tende a sovrastimare le azioni in gioco oltre al fatto che il valore dello spettro preso a riferimento risulta essere il valore massimo a prescindere dal periodo proprio di vibrazione della struttura. Dall'analisi dello spettro è possibile individuare tale valore in $S_e(T)_{max} = 0,83$, valore certamente importante. Sempre per facilitare la lettura si riportano le analisi in forma tabellare facendo osservare come la numerazione dei piani parte dalla copertura a scendere.

4.3.1 BLOCCO SERVIZI

Come detto sopra l'analisi dei carichi viene assunta paria a quella precedente per i carichi statici.

Piano [#]	h_i [m]	W_i [kN]	$W_i S_{e,max}$ [kN]	F_i [kN]	$M_i = F_i h_i$ [kNm]
1	10,80	250,0	207,5	349,34	3.772,82
2	7,20	540,0	448,20	503,04	3.621,91
3	3,60	540,0	448,20	251,52	905,45
Tot.	-	1.330,0	1.103,9	1.103,90	8.300,21

4.3.2 BLOCCO AULE

Piano [#]	h_i [m]	W_i [kN]	$W_i S_{e,max}$ [kN]	F_i [kN]	$M_i = F_i h_i$ [kNm]
1	10,80	644,0	534,52	927,85	10.020,74
2	7,20	1.794,0	1.489,02	1.723,14	12.406,63
3	3,60	1.794,0	1.489,02	861,57	3.101,66
Tot.	-	4.232,0	3.512,56	3.512,56	25.529,02

4.3.3 BLOCCO D'ANGOLO

Piano [#]	h_i [m]	W_i [kN]	$W_i S_{e,max}$ [kN]	F_i [kN]	$M_i = F_i h_i$ [kNm]
1	10,80	598,8	497,00	843,91	9.114,27
2	7,20	1.384,0	1.148,72	1.300,35	9.362,54
3	3,60	1.384,0	1.148,72	650,18	2.340,61
Tot.	-	1.330,0	2.794,44	2.794,44	20.817,45

4.3.4 RIEPILOGO

Dopo aver determinato le singole azioni indotte dal sisma, in termini di azioni orizzontali agenti nelle due direzioni e di momento flettente, si procede al riepilogo generale con la valutazione dell'azione globale mettendo in conto il numero dei blocchi presenti.

Unità	N°	H_i	M_i	H_{tot}	M_{tot}
[#]	[#]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kNm]
Blocco servizi	3	1.103,90	8.300,21	3.311,70	24.900,63
Blocco Aule	3	3.512,56	25.529,02	10.537,68	76.587,06
Angolo	1	2.794,44	20.817,45	2.794,44	20.817,45
Totale	7			16.643,82	122.305,15

In definitiva le azioni sismiche, valutate in ugual modo nelle due direzioni principali, risultano essere:

- $E_H = \pm 16.643,82 \text{ kN} \approx 17.000,0 \text{ kN}$;
- $M_{EH} = \pm 122.305,15 \text{ kNm} \approx 125.000,00 \text{ kNm}$.

I valori arrotondati per eccesso garantiscono, a ulteriore riprova, un ulteriore margine di sicurezza.

5 VERIFICHE GEO

In questo capitolo si vogliono riportare le verifiche a livello geotecnico sul terreno in funzione della varie condizioni e combinazioni di carico da considerare. Nello specifico si procederà alle seguenti condizioni:

- CONDIZIONE STATICA:
 - Solo carichi permanenti (poco significativa);
 - Carichi statici totali;
- CONDIZIONE VENTO:
 - Valutazione azione vento in direzione x con carico permanente;
 - Valutazione azione vento in direzione x con carico totale;
 - Valutazione azione vento in direzione -x con carico permanente;
 - Valutazione azione vento in direzione -x con carico totale;
 - Valutazione azione vento in direzione y con carico permanente;
 - Valutazione azione vento in direzione y con carico totale;
 - Valutazione azione vento in direzione -y con carico permanente;
 - Valutazione azione vento in direzione -y con carico totale;
- CONDIZIONE SISMICA:
 - Carico totale con sisma direzione x e 30% in direzione y;
 - Carico totale con sisma direzione -x e 30% in direzione y;

- Carico totale con sisma direzione x e -30% in direzione y;
- Carico totale con sisma direzione -x e -30% in direzione y;
- Carico totale con sisma direzione y e 30% in direzione x;
- Carico totale con sisma direzione -y e 30% in direzione x;
- Carico totale con sisma direzione y e -30% in direzione x;
- Carico totale con sisma direzione -y e -30% in direzione x.

Come si può osservare le condizioni da analizzare risultano 18 di cui non tutte particolarmente significative. Al fine di non appesantire la lettura si procede alla valutazione del carico totale in condizione statica in modo estensivo e riportando, in forma tabellare, i risultati più significativi per tutte le condizioni al fine di controllare quella maggiormente sollecitante.

5.1 VALUTAZIONE IN CONDIZIONE STATICA

Come anticipato nel paragrafo precedente, in questo capitoletto si procede alla valutazione di dettaglio in condizione statica consapevoli che lo stesso procedimento verrà adottato per le altre condizioni da analizzare.

Punto di partenza della valutazione è il trasporto delle azioni assiali dei singoli blocchi considerati applicati nel loro baricentro geometrico nel baricentro della fondazione (coincidente tra quella reale e quella equivalente) al fine di determinare i momenti di trasporto a cui si dovranno sommare quelli indotti dalle altre azioni quali il vento ed il sisma. Nella tabella seguente si riportano le coordinate dei vari elementi contraddistinti dalla loro sigla con sistema delle coordinate avente origine nello spigolo della fondazione reale a forma di L. Si ha:

ID [#]	Tipo [#]	x_G [m]	y_G [m]
1	BS	3,50	8,75
2	BA	18,10	8,75
3	BS	32,70	8,75
4	BA	47,30	8,75
5	N	61,30	10,60
6	BA	63,15	24,60
7	BS	63,15	39,20
101	Fondaz.	49,49	16,31

In questa condizione di carico si considerano i carichi fattorizzati con 1,3 per quelli permanenti ed 1,5 per quelli variabili. Nella tabella si riportano i valori dei momenti di trasporto, nelle due direzioni, con il valore complessivo.

ID [#]	P_d [kN]	M_{xd} [kNm]	M_{yd} [kNm]
1	3.688	-28.140,75	-171.564,45
2	14.655	-111.822,86	-464.851,39
3	3.688	-28.140,75	-62.399,65
4	14.655	-111.822,86	-25.201,39
5	9.845	-56.907,60	202.613,60
6	14.655	247.957,39	328.716,86
7	3.688	116.982,05	82.723,15
TOTALE	64.874	28.104,61	-109.963,26

In definitiva le sollecitazioni complessive agenti all'estradosso della platea di fondazione risultano:

- $N_{sd} = 64.874,00$ kN;

PROGETTO PER LA REALIZZAZIONE DEL POLO DINAMICO	PROGETTO STRUTTURE
RELAZIONE GEOTECNICA	PAG. 16 DI 22

- $M_{Sd,x} = 28.104,61 \text{ kNm}$;
- $M_{Sd,y} = -109.963,26 \text{ kNm}$.

Il momento totale risulta pari a $M_{tot} = \sqrt{M_{Sd,x}^2 + M_{Sd,y}^2}$ ovvero $M_{tot} = 113.497,96 \text{ kNm}$ con un carico totale, comprensivo del peso delle fondazioni, pari a $N_{Sd,tot} = 97.662,44$ e con una eccentricità pari a $e_{tot} = 1,16 \text{ m}$. Tale eccentricità si esplica nelle due direzioni in funzione della direzione del momento flettente ovvero $e_x = -0,29 \text{ m}$ ed $e_y = 1,13 \text{ m}$. Tali eccentricità riducono la dimensione della platea di fondazione per nascita di plasticizzazioni locali. La nuova fondazione presenta una dimensione di $L' = 61,52 \text{ m}$ e $B' = 30,24 \text{ m}$ con un'area di $1.860,51 \text{ mq}$. La verifica viene condotta in due modi diversi per dare luogo alle considerazioni del caso. Si ha una pressione sul terreno pari a $\sigma'_t = N_{Sd,tot}/A' = 52,49 \text{ kPa}$ ovvero una azione reagente pari a $N_{Rd} = A' \cdot q_{td} = 1.860,51 \times 92,16 = 171.464,60 \text{ kN}$ con $N_{Rd}/N_{Sd} = 1,76 > 1$ con verifica positiva.

5.2 VALUTAZIONE DELLE CONDIZIONI DI CARICO ESAMINATE

Nel seguito, per non appesantire la lettura, si riporta in forma tabellare i risultati ottenuti per tutte le condizioni di carico esaminate.

Cond.	$N_{Sd,tot}$	$M_{Sd,x}$	$M_{Sd,y}$	$M_{Sd,tot}$	e_{tot}	e_x	e_y	A'	N_{Rd}	$N_{Rd}/N_{Sd,tot}$
[#]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[m]	[m]	[m]	[mq]	[kN]	[#]
S (G)	68.772,4	9.435,1	-34.434,7	35.703,9	0,52	0,14	-0,50	1.946,93	179.428,7	2,61
S (P)	97.662,4	28.104,6	-109.963,3	113.498,0	1,16	0,29	-1,13	1.860,51	171.464,8	1,76
W(G+x)	68.772,4	13.905,1	-34.434,7	37.136,3	0,54	0,20	-0,50	1.942,83	179.051,4	2,60
W(P+x)	97.662,4	32.574,6	-109.963,3	114.686,6	1,17	0,33	-1,13	1.857,74	171.209,7	1,75
W(G-x)	68.772,4	4.965,1	-34.434,7	34.790,8	0,51	0,07	-0,50	1.951,02	179.806,0	2,61
W(P-x)	97.662,4	23.634,6	-109.963,3	112.474,5	1,15	0,24	-1,13	1.863,28	171.720,0	1,76
W(G+y)	68.772,4	9.435,1	-27.369,7	28.950,4	0,42	0,14	-0,40	1.959,63	180.599,3	2,63
W(P+y)	97.662,4	28.104,6	-102.898,3	106.667,3	1,09	0,29	-1,05	1.869,41	172.285,1	1,76
W(G-y)	68.772,4	9.435,1	-41.499,7	42.558,8	0,62	0,14	-0,60	1.934,22	178.258,2	2,59
W(P-y)	97.662,4	28.104,6	-117.028,3	120.355,7	1,23	0,29	-1,20	1.851,61	170.644,5	1,75
E(x+.3y)	72.161,9	144.704,1	-39.340,6	149.956,5	2,08	2,01	-0,55	1.824,10	168.108,8	2,33
E(x-.3y)	72.161,9	144.704,1	-114.340,6	184.426,3	2,56	2,01	-1,58	1.703,36	156.981,6	2,18
E(-x+.3y)	72.161,9	-105.295,9	-39.340,6	112.405,1	1,56	-1,46	-0,55	1.858,40	171.269,9	2,37
E(-x-.3y)	72.161,9	-105.295,9	-114.340,6	155.438,1	2,15	-1,46	-1,58	1.735,39	159.933,5	2,22
E(y+.3x)	72.161,9	57.204,1	48.159,4	74.777,2	1,04	0,79	0,67	1.885,47	173.764,6	2,41
E(y-.3x)	72.161,9	-17.795,9	48.159,4	51.342,2	0,71	-0,25	0,67	1.919,50	176.901,1	2,45
E(-y+.3x)	72.161,9	57.204,1	-201.840,6	209.790,2	2,91	0,79	-2,80	1.627,74	150.012,2	2,08
E(-y-.3x)	72.161,9	-17.795,9	-201.840,6	202.623,6	2,81	-0,25	-2,80	1.657,12	152.720,0	2,12

Si può osservare come il valore minimo del coefficiente di sicurezza risulta pari a 1,75 in condizione in cui risulta presente il carico totale statico oltre all'azione del vento. Relativamente alle massime pressioni sul terreno, valutate in modo molto sintetico ovvero $\sigma_t = N_{Sd}/A'$, si riportano i valori nella tabella seguente al fine di avere un confronto diretto dei valori che serviranno, in modo ragionato, anche per le verifiche STR.

Cond.	σ'_t
[#]	[kPa]
S (G)	35,32
S (P)	52,49
W(G+x)	35,40
W(P+x)	52,57
W(G-x)	35,25
W(P-x)	52,41

W(G+y)	35,09
W(P+y)	52,24
W(G-y)	35,56
W(P-y)	52,74
E(x+.3y)	39,56
E(x-.3y)	42,36
E(-x+.3y)	38,83
E(-x-.3y)	41,58
E(y+.3x)	38,27
E(y-.3x)	37,59
E(-y+.3x)	44,33
E(-y-.3x)	43,55

In modo analogo si riscontra come la tensione massima, da intendersi nell'accezione definita sopra, risulta pari a 52,74 kPa corrispondente ad una combinazione in cui risultano agenti tutti i carichi statici oltre all'azione del vento.

5.2.1 CONCLUSIONI

Si è dimostrato come al verifica tensionale del terreno risulta positiva evidenziata in due modi analoghi evidenziando, in funzione del caso, l'azione disponibile ovvero la tensione esercitata.

5.3 VERIFICA A SCORRIMENTO

La verifica a scorrimento viene eseguita per le condizioni in cui risultano presenti azioni orizzontali (vento e sisma) ed in modo particolare alla condizione sismica ove le azioni orizzontali sono presenti in entrambe le direzioni (x ed y). Vista l'impostazione, con azioni uguali per entrambe le direzioni, la verifica può essere eseguita in modo indifferente considerando la condizione che pone l'area plasticizzata minima. Dall'analisi precedente risulta la condizione in cui si considera il sisma in direzione -y ed il 30% del sisma in direzione x. Le azioni risultano:

- $V_x = 5.100,00$ kN; $V_y = -17.000,00$ kN;
- $V_{sd} = 17.748,52$ kN (pari a $\sqrt{V_x^2 + V_y^2}$);
- $\tau_d = (\sigma \operatorname{tg} \phi') / \gamma_R = 21,43$ kPa con $\gamma_R = 1,1$;
- $V_{Rd} = \tau_d A' = 34.881,05$ kN;
- $V_{Rd} / V_{sd} = 1,97 > 1$: verifica positiva.

La verifica risulta positiva con ampio margine (quasi 2), con valori molto simili tra tutti i casi considerati.

5.4 VALUTAZIONE DEI CEDIMENTI

La valutazione dei cedimenti viene eseguito considerando l'interezza dei carichi statici nella condizione di esercizio. Il carico massimo, agente a livello della fondazione con sezione equivalente, è dato dalla somma dei carichi agenti sulle singole unità ovvero $N_{sd,SLE} = \sum_i (G_{ki} + Q_{ki})$ da cui 46.940 kN a cui occorre aggiungere il peso proprio della fondazione pari a $G_{k1} \approx 25.300$ kN da cui il carico totale da considerare risulta pari a 72.240 kN con una pressione media sul terreno pari a $\sigma_{t,med} = 35,80$ kPa.

Il calcolo dei cedimenti viene eseguito con il metodo edometrico ovvero sommando i cedimenti medi dei singoli strati valutati con l'incremento della pressione litostatica nella sezione mediana del singolo strato. Controllando la stratigrafia del modello geotecnico si può osservare come la platea appoggia su uno strato incoerente di spessore medio di 2,20 m. Si valuta, per questo strato, la pressione litostatica originale sia

alla quota di massima profondità (3 m dal piano campagna) e nella sezione di mezzeria (alla profondità di 1,90 m sempre dal piano di campagna). Lo strato superiore, costituito da terreno antropizzato e/o di riporto, viene valutato con un peso specifico pari a 18 kN/mc. I tre riferimenti risultano:

- $\sigma'_v (h = 0,80) = 18,0 \times 0,80 = 14,40 \text{ kPa}$;
- $\sigma'_v (h = 1,90) = 14,40 + 18,5 \times 1,1 = 34,75 \text{ kPa}$;
- $\sigma'_v (h = 3,00) = 14,40 + 18,5 \times 2,2 = 55,10 \text{ kPa}$.

Queste risultano le pressioni litostatiche presenti alle profondità significative. La pressione (massima) indotta dalla nuova struttura sul terreno attraverso la platea di fondazione risulta pari a 35,80 kPa alla quota di 0,80 m dal piano campagna. La pressione tende a calare con la profondità ipotizzando una diffusione a 45°. In questo modo la superficie di distribuzione tende ad aumentare con la profondità lasciando inalterato il carico agente. Si riporta, in forma tabellare, l'area della superficie da considerare alle varie profondità (di questo primo strato) con le relative pressioni e sovrappressioni.

Si ha:

Profondità	A	p'	σ'_v	p' - σ'_v
[m]	[mq]	[kPa]	[kPa]	[kPa]
-0,80	2.017,75	35,80	14,40	21,40
-1,90	2.230,69	52,73	34,75	17,98
-3,00	2.453,30	70,15	55,10	15,05

Dalla tabella risulta immediato osservare come alla profondità di 3,00 m dal piano di campagna, quota di interfaccia tra i primi due strati, la sovrappressione risulta ancora positiva. Tale aspetto significa che il cedimento prosegue nello strato inferiore. In questo il cedimento risulta pari a $\delta = \Delta p \cdot h / M_0$ dove il valore di sovrappressione ($\Delta p = p' - \sigma'_v$) viene valutata nel punto medio. Si trova che $\delta = 0,007 \text{ m}$ ovvero 6,6 mm.

Lo strato successivo presenta una litologia diversa con uno spessore di 3,20 m. Si ripete lo stesso percorso visto sopra.

Profondità	A	p'	σ'_v	p' - σ'_v
[m]	[mq]	[kPa]	[kPa]	[kPa]
-3,00	2.453,30	70,15	55,10	15,05
-4,60	2.794,39	96,95	85,50	11,45
-6,20	3.155,96	124,39	115,90	8,49

Il calcolo del cedimento di questo strato risulta pari a $\delta = 0,002 \text{ m}$ ovvero 2,4 mm.

Al termine del secondo strato l'incremento della pressione è pari a circa il 7% di quella iniziale, valore ancora indice di ulteriori incrementi che vengono ulteriormente valutati per lo strato inferiore, fino ad un incremento dell'ordine del 5%.

Si procede come per gli strati superiori.

Profondità	A	p'	σ'_v	p' - σ'_v
[m]	[mq]	[kPa]	[kPa]	[kPa]
-6,20	3.155,96	124,39	115,90	8,49
-8,20	3.837,98	172,12	167,70	4,42
-11,00	4.582,72	220,86	219,5	1,36

Alla fine dello strato l'incremento tensionale risulta ridotto con valore inferiore al punto percentuale. Si ritiene che i cedimenti, a questa quota, possono essere considerati esauriti. Per questo ulteriore strato il cedimento risulta pari a $\delta = 0,006 \text{ m}$ ovvero 6,2 mm.

In definitiva il cedimento totale, considerando tutti i carichi presenti (comprensivi di quelli variabili), risulta pari a $\delta_{tot} = 15,20$ mm, valore altamente accettabile.

Tale valore non produce problematiche né a livello della struttura in fase di progettazione né, tanto meno, alle strutture attigue già esistenti.

6 VERIFICHE STR

Le verifiche STR vengono determinate in modo semplice considerando la zona con i carichi massimi nello schema presente nell'ipotesi di fondazione infinitamente rigida, ipotesi garantita dalla grande rigidità della soletta di fondazione (dello spessore di 50 cm) nei confronti delle pareti in X-Lam appoggiate e vincolate alla stessa platea.

A prescindere dalla presenza dei vani servizi adiacenti, il blocco aule è caratterizzato dalla presenza, in senso longitudinale, di quattro pareti poste alla distanza di circa 7,80 m (nella realtà l'interasse è leggermente inferiore ma si prende a riferimento il filo esterno del blocco pari a 23,80 m), caricate direttamente dai solai. In modo semplificato si può ipotizzare che le singole pareti risultano caricate dai carichi relativi alle aree di influenza ovviamente fattorizzati in modo opportuno. I carichi risultano diversi tra le pareti centrali e quelle laterali partendo sempre dall'analisi già riportata nei capitoli precedenti. Si ha:

- PARETI CENTRALI:
 - $G_k = 7,80 (1,40 + 2 \times 2,10) + 10,80 \times 0,20 \times 5,50 = 55,56$ kN/m;
 - $Q_k = 7,80 (1,20 + 2 \times 3,00) = 56,16$ kN/m;
- PARETI LATERALI:
 - $G_k = 3,90 (1,40 + 2 \times 2,10) + 10,80 \times 0,20 \times 5,50 = 33,72$ kN/m;
 - $Q_k = 3,90 (1,20 + 2 \times 3,00) = 28,08$ kN/m.

Inoltre a piano terra risulta presente un carico permanente $g_k = 2,50$ kN/mq ed un carico variabile $q_k = 3,00$ kN/mq. Inoltre il peso proprio della fondazione risulta pari a $g_{k1} = 12,50$ kN/mq. Sempre facendo riferimento ad un metro di larghezza e considerando la fondazione sufficientemente rigida per avere una distribuzione delle pressioni costante, il carico totale di progetto agente risulta pari a:

- $P_{d,tot} = 1,3 (2 \times 55,56 + 2 \times 33,72 + 23,80 \times (2,50 + 12,50)) + 1,5 \times (2 \times 56,16 + 2 \times 28,08 + 23,80 \times 3,00) = 696,23 + 359,82 = 1.056,05$ kN/m. Si considera, in modo prudenziale, $P_{d,tot} = 1.100,0$ kN/m da cui la pressione media sul terreno risulta pari a $\sigma_{t,max} = P_{d,tot}/L = 46,22$ kPa $\approx 47,0$ kPa.

Le sollecitazioni della soletta vengono determinate ipotizzando uno schema lineare di trave continua su quattro appoggi con luci di 7,80 m con carico sollecitante pari a 47,00 kPa (kN/m) depurato dal peso proprio della soletta pari a 12,50 kN/m (non si considera, a favore di sicurezza, il coefficiente parziale dei carichi permanenti) ovvero il carico risulta $p_{d,SLU} = 34,50$ kN/m.

Con questo schema statico, le massime sollecitazioni risultano:

- $M_{sd,max}^- = -p_{d,SLU} l^2/10 = -209,90$ kNm/m;
- $M_{sd,max}^+ = p_{d,SLU} l^2/12,5 = 167,92$ kNm/m;
- $V_{sd,max} = 0,60 p_{d,SLU} l = 161,46$ kN/m.

Tali valori risultano il massimo agente anche se determinati con schemi semplici ma alquanto a favore di sicurezza. Si progetta con il momento flettente positivo si campata procedendo con eventuali ferri aggiuntivi

laddove si hanno i momenti negativi in corrispondenza delle pareti in X-Lam. Si dispone una doppia maglia di 1+1φ16/15” pari ad un’armatura di 1.340,0 mmq/m in tutte le direzioni pari allo 0,27% dell’area della sezione, valore superiore allo 0,2% da considerarsi come valore minimo. Si procede ad una valutazione del momento resistente con la teoria dello stress-block considerando che il baricentro dell’armatura sia posta a 50 mm dal bordo (copriferro minimo pari al minimo a 26 mm maggiore di 25 mm, valore minimo per ambiente XC2). Il calcolo, con valore a favore di sicurezza (inferiore a quello determinato con la teoria classica), pone:

- Calcestruzzo C25/30;
- Acciaio B450C;
- $x = 46,27$ mm;
- $M_{Rd} = 226,25$ kNm/m.

Si può osservare come tale maglia risulta sufficiente a coprire sia il momento in campata (positivo) sia quello di continuità (negativo) senza dover aggiungere armature aggiuntive.

Per quanto riguarda il taglio si controlla se la sezione è in grado di assorbirlo senza armatura dedicata. Per semplicità si controlla direttamente il valore del taglio resistente con il valore v_{min} pari a $v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$ da cui $v_{min} = 0,377$ N/mmq da cui $V_{Rd} = 169,44$ kN/m da cui si ha $V_{Rd}/V_{Sd} = 1,05 > 1$: non si necessita di armatura a taglio dedicata.

Le verifiche allo SLE della sezione si eseguono nello stesso identico modo considerando i carichi non fattorizzati. Senza ripercorrere il tragitto si trova che:

- $P_{d,tot,SLE} = 535,56 + 239,88 = 775,44$ kN/m;
- $\sigma_{t,tot,SLE} = 33,14$ kPa;
- $p_{d,SLE} = 33,14 - 12,50 = 20,64$ kN/m $\approx 21,00$ kN/m;
- $M_{Sd,max} = 127,76$ kNm/m.

Con tale sollecitazione, che può essere considerata valida per tutte le combinazioni previste ovvero rara, frequente e quasi permanente. Le verifiche vengono condotte facendo riferimento ad un software di calcolo considerando una sezione leggermente superiore al fine di avere un numero intero di armature. Nello specifico si è considerata una sezione di 120 cm di larghezza con 7+7φ16 con una sollecitazione di riferimento pari a $M_{Sd,SLE} = 153,12$ kNm. Le verifiche pongono:

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. rare:

Valori limite (tensioni: segno (-) = compressione, (+) = trazione):

CLS: $\sigma_{cL} = 14,94$ N/mmq (verifica Ok per $\sigma_c/\sigma_{cL} < 1$)

Acciaio: $\sigma_{aL} = 360,00$ N/mmq (verifica Ok per $\sigma_a/\sigma_{aL} < 1$)

Cmb	M_x	M_y	N	σ_c	σ_c/σ_{cL}	σ_a	σ_a/σ_{aL}
n. e stato	kNm	kNm	kN	N/mmq		N/mmq	
2 OK	153,1	0,0	0,0	-5,14	0,34	263,0	0,73

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. frequenti:

Valori limite:

Fessure: $w_{kL} = 0,40$ mm (verifica Ok per $w_k/w_{kL} < 1$)

Cmb	M_x	M_y	N	w_k	w_k/w_{kL}
n. e stato	kNm	kNm	kN	mm	
3 OK	153,1	0,0	0,0	0.27	0,68

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. quasi permanenti:

Valori limite:

CLS: $\sigma_{cL} = 11,21 \text{ N/mm}^2$ (verifica Ok per $\sigma_c/\sigma_{cL} < 1$)

Fessure: $w_{kL} = 0,30 \text{ mm}$ (verifica Ok per $w_k/W_{kL} < 1$)

Cmb	Mx	My	N	σ_c	σ_c/σ_{cL}	w_k	w_k/W_{kL}
n. e stato	kNm	kN m	kN	kN/mq		mm	
4 OK	153,1	0,0	0,0	-5,14	0,46	0,27	0,91

Come si può osservare anche tutte le verifiche allo stato limite d'esercizio risultano positive.

In ultima analisi si controlla il momento sostanzialmente elastico come richiamato dalle NTC 2018 al punto §4.1.2.3.4 in quanto trattasi si membratura non dissipativa. Si prendono a riferimento quanto riportato nel capitolo relativo considerando un diagramma per il calcestruzzo del tipo parabola rettangolo con $\epsilon_{c2} = 0,2\%$ da cui si trova che:

- La sezione raggiunge la massima deformazione elastica nell'acciaio con deformazione nel calcestruzzo pari a 0,059% con una tensione relativa pari a 7,09 N/mm²;
- La deformazione nell'acciaio compresso risulta pari a $\epsilon'_s = 0,031\%$, acciaio in campo elastico;
- Il momento sostanzialmente elastico risulta pari a $M'_{yd} = 226,75 \text{ kNm}$ superiore a quello sollecitante allo SLU pari a $M_{Sd} = 209,90 \text{ kNm}$;
- La rotazione al limite del comportamento sostanzialmente elastico risulta pari a $\Phi'_{yd} = 5,73 \times 10^{-6}$ con una duttilità sezionale pari a $\mu_\phi = 15,07$, valore elevato.

Risulta evidente come la sezione rimane in campo elastico considerando anche

7 CONCLUSIONI

Nelle pagine precedenti, facendo ricorso a schemi e tabelle, si è proceduto ad illustrare le considerazioni eseguite nella valutazione dell'interazione suolo struttura del Nuovo Polo Dinamico del Liceo Copernico di Bologna evidenziando come tutte le condizioni di carico presenti e degne di nota risultano verificate con ampio margine sia nel rispetto della normativa vigente considerata sia nel rispetto della Scienza e Tecnica delle Costruzioni oltre alla Meccanica delle Terre.

San Giorgio di Piano, lì 24 Giugno 2019

Ing. Francesca Malaguti

Ing. Paolo Parma